

都市内高架鋼構造物の開発

Development of Elevated Steel Structures in Town

藤田 泰^{*(1)} 能勢 哲郎^{*(2)} 町野 俊介^{*(3)} 中澤 進^{*(4)}
Yasushi FUJITA Tetsuro NOSE Shunsuke MACHINO Susumu NAKAZAWA
 浅岡 宏行^{*(5)} 安波 博道^{*(6)} 森 忠彦^{*(7)} 佐々木 俊夫^{*(8)}
Hiroyuki ASAOKA Hiromichi YASUNAMI Tadahiko MORI Toshio SASAKI

抄 録

変形性能に優れ、かつ軽量であることから耐震性能の向上が期待できる鋼構造をより都市内の高架構造に採用するための提案として、(1) 従来のコンクリート橋脚や薄肉多補剛型の鋼製橋脚に代わる極厚鋼管による鋼製橋脚と(2) 従来の多数の横リブにより支持され疲労や製作性の観点より改善が望まれる鋼床版に代わる省力型鋼床版の各試設計を紹介した。前者については鋼管の圧縮試験による鋼管の保有する座屈耐荷力の確認を踏まえ極厚鋼管採用のための基準の改善を提言すると共に、施工性の確認のために現場溶接を想定した極厚鋼管の水平継手の溶接を新日本製鐵開発の自動溶接機を用いて行い、更にこの溶接部の健全性を確認するために溶接部を含めた鋼管の曲げ試験を行った。後者については従来型の桁構造との比較を鋼材重量ばかりでなく材片数や溶接延長についても行い総工事費における改良型鋼床版の優位性を検証した。

Abstract

As a proposal of introducing a steel structure, which can be expected to improve earthquake resistance because of its superior deformation property and light weight, to elevated structures constructed in town, following each trial designing of, (1) steel bridge piers with using extra-thick steel pipe which substitute the conventional concrete piers or conventional steel piers of a thin-walled multi-stiffening type, and (2) steel deck plate of a labor-saving type which substitutes the conventional deck plate supported by numbers of horizontal ribs and accordingly required to improve its fatigue strength and manufacturing characteristics, is introduced in this paper. With regard to the former, approval of revising standards for the application of the extra-thick steel pipes on the basis of confirming the pipe's buckling load resistance by compression test. Further, welding at the horizontal joints of the pipes was carried out by an automatic welding machine developed by the company, assuming a field welding to confirm the execution of construction works, then the pipes were put to bending test to confirm the sound properties of their joints. With regard to the latter, the version was compared with beam structures of a conventional type in terms of not only the weight of steel material used but the number of material pieces applied as well as the total length of welding, and resultantly the superiority of the improved version of steel deck plates over the conventional one in terms of the total execution cost has been investigated.

1. 結 言

高架橋の建設において鋼構造が選ばれるためには地盤条件や支間の長大化あるいは複雑な路面線形等、特別な理由を求められることが多い。しかしながら、今回の阪神大震災における高架橋の損傷事例からコンクリート構造に比した鋼構造の軽量さと優れた変形性能による耐震性能の良さが改めて認識されている。また、多少の損傷

が生じた場合でも、溶接による亀裂補修や補剛材の取り付けが容易に施される鋼構造に対してコンクリート構造の復旧作業は必ずしも容易ではない。さらに、軽量さと変形性能の良さは復旧時でも極めて扱いやすい構造であることばかりでなく、コンクリートの多量な産業廃棄物の発生問題より、リサイクルが可能な鉄鋼という一面も改めて認識されたといえる。本論文ではこうした耐震性能に優れた鋼構造を都市内の幹線道路により積極的に採用するべく経済的な都

*⁽¹⁾ エンジニアリング事業本部 鉄構海洋事業部
 橋梁構造部 室長
 *⁽²⁾ エンジニアリング事業本部 鉄構海洋事業部
 橋梁構造部 掛長
 *⁽³⁾ エンジニアリング事業本部 鉄構海洋事業部 橋梁構造部
 *⁽⁴⁾ エンジニアリング事業本部 鉄構海洋事業部
 技術開発部 掛長

*⁽⁵⁾ エンジニアリング事業本部 鉄構海洋事業部 技術開発部
 *⁽⁶⁾ 技術開発本部 鉄鋼研究所 鋼構造研究開発センター
 主任研究員
 *⁽⁷⁾ 技術開発本部 鉄鋼研究所 鋼構造研究開発センター
 研究員
 *⁽⁸⁾ エンジニアリング事業本部 鉄構海洋事業部
 技術開発部 部長

市内高架構造を検討する。

変形機能の優秀性の観点では、現状の鋼製橋脚構造はまだ本来の変形機能を十分発揮しているとはいえない。鋼重ミニマムによる設計方針により橋脚においても薄肉多補剛構造を採用するために鋼材の持つ最終強度が発揮される以前に局部座屈が生じてしまい、地震時に要求される鋼材の降伏後の強度が十分発揮できていない。鋼桁の製作においても現在、鋼重ミニマムの考えを離れ、製作工数の削減による材料を含めた製作コストあるいは、総工事費の最小化の検討が進められているが、鋼脚においても薄肉多補剛の鋼脚に代わり板厚が50mm以上の極厚鋼管を採用することにより変形機能の向上と総工事費の削減が達成できることが期待される。こうした極厚鋼管は現状の道路橋示方書¹⁾(以下、道示と略す)の規定である肉厚の15倍より小さな曲げ半径にて曲げ加工しても靱性を初めとする特性が損なわれないような厚板段階からの慎重な管理があって可能となるものである。特に、都市内における鋼脚では板厚の増大により鋼管直径の削減が可能だが、中央分離帯等に建設されることが多い都市内の場合には省スペース性が更なる利点といえる。本報では極厚鋼管の鋼脚採用による技術的課題を検討し、その可能性及びその利点を検証する。

軽量さという観点に着目すれば、PC桁、RC床版鋼桁、鋼床版桁の重量比は3:1.7:1程度であり限られたスペースを有効に使うために複雑構造が多く高い橋脚の多い都市内高架橋では耐震性を考えると鋼床版桁の利点が改めて認識される。従来、鋼床版はRC床版に比べ割り高であると敬遠されることが多かったが、多電極自動溶接機とパネル矯正機に代表される近年の製作の自動化の発達を考慮した構造の採用によりその経済性の更なる向上が期待できる。鋼床版における製作の自動化を阻害してきたのは効率的な自動化の難しく疲労強度の観点からも構造の改善が望まれる複雑な横リブのデッキ面への溶接である。本報では最初の項で鋼床版の横リブによる補剛構造に着目し製作コストの改善に向けた鋼床版構造を検討してみる。

2. 極厚鋼管を用いた鋼製橋脚柱の提案

2.1 背景

今日の都市内における構造物は限られた空間内に建設しなければならないために構造の複雑化が進んでいる。特に都市内交通に関しては路線の用地確保が困難なために既設街路上又は河川上に高架方式で建設することが多くなっている。この限られたスペースを高架構造物によって有効に活用するためには、橋脚断面の縮小化により中央分離帯、歩道等を活用することが有効である。今回の阪神大震災でも、地上の道路の中央分離帯上に建設されたT字型橋脚の損傷例が多く報告されているが、限られたスペースの中で地震時において最終耐荷力を十分保持する構造として従来の薄肉多補剛構造に代わる極厚鋼管柱の適用を本項では検討する。

現在の道示では鋼材の冷間曲げ加工の許容曲げ半径は肉厚の15倍以上という規定があるが、既に建築の分野では横浜のランドマークタワーにおける鋼管柱として900φ×90t(SM570Q)が多量に使用されている。このような極厚鋼管の製造方法としては、プレスバンド方式が採用され管軸方向のシームはサブマージドアーク溶接等でなされる。こうした厳しい曲げ加工及び造管時の溶接において鋼材の特性が損なわれないための厚板段階での成分調整を初めとする技術革新についてはここでは述べないが、道示における使用板厚上限50mmや前述の曲げ半径の規定等、近年の鋼材技術の進歩を踏まえ見直す

べき内容は多い。本論文ではこのような極厚の鋼管柱の強度特性の基本的な評価と実際の都市内の鋼製橋脚柱に適用した場合の試設計を紹介すると共にそれを可能とする造管及び現場自動溶接の健全性を実験にて確認した内容を報告する。

2.2 冷間成形厚肉鋼管の座屈耐荷力特性

プレスバンド方式で製造した冷間成形厚肉鋼管の座屈耐荷力に注目し、その強度特性の把握を目的として圧縮試験を行った。更に、その結果と現行の各種設計基準に示される座屈耐荷力規定とを比較することにより、厚肉鋼管の座屈設計法について考察を行った。

2.2.1 圧縮試験とその結果

圧延鋼板(鋼種 SM570)をプレスバンド方式(冷間曲げ)で成形した厚肉鋼管を用い、圧縮試験を実施した。断面寸法はいずれも外径400mm、肉厚10mmである。試験体は、鋼管部材の圧縮域における応力-ひずみ関係を求めるための短柱試験体2体(S-1, S-2)及び柱座屈を評価するための長さのみが異なる長柱試験体3体(L-1, L-2, L-3)である。なお、S-2試験体には鋼管製造時に生じるひずみを除去するためにSR処理を施した。各試験体の構造性能、パラメータを表1に示す。

表1 試験体の構造性能と圧縮試験結果

| 試験体 名称 | 規格公称値を用いた計算値 | | | 圧縮試験結果 | | |
|-----------|--------------|------|-----------|--|--|-----------|
| | L (mm) | L/r | λ | σ_{cr} (道示) (N/mm ²) | σ_{max} (N/mm ²) | 終局モード |
| S-1 | 1 200 | 5.8 | 0.087 | 450 | 670 | 管端部座屈 |
| S-2 | 1 200 | 5.8 | 0.087 | 450 | 621 | 管端部座屈 |
| L-1 | 6 000 | 40.6 | 0.606 | 340 | 569 | 全体座屈(中央部) |
| L-2 | 4 000 | 26.1 | 0.389 | 393 | 641 | 全体座屈(中央部) |
| L-3 | 2 000 | 11.6 | 0.173 | 446 | 663 | 全体座屈(中央部) |

(備考) 1) 鋼種: SM570, 公称降伏点 450N/mm²

2) 断面定数: 径厚比 $R/t=20.0$,
鋼管の径厚比パラメータ $R_1=0.071$

$$R_1 = \frac{R_c}{t} \cdot \frac{\sigma_y}{E} \sqrt{3(1-\nu^2)}$$

3) 柱部材定数: 細長比 $L/r=L/\sqrt{I/A}$

$$\text{細長比パラメータ } \lambda = \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E} \frac{kl}{r}}$$

(試験条件に合わせて有効座屈長 $kl=L-400$ とした)

圧縮試験には相模原技術センター所有の1 000t 構造物試験機を用いた。試験体の両端をピン支持とするため、載荷部には球座を設置した。載荷は単調増加とし、初期段階は荷重制御、非線形性が顕著に現れた段階で変位制御に切り換え載荷を継続した。

表1に各試験体の最大耐荷力と観察された座屈モードを示す。短柱試験体の2体はいずれも片方の管端部直近において、円周方向に一樣な凸状の変形(提灯座屈)が生じ、変形が徐々に成長した後に最大耐力に達した。長柱の2体(L-1, L-2)は試験体のほぼ中央部において座屈が発生すると同時に、耐荷力が低下した。L-3はわずかな管端部の提灯座屈の発生が先行したが、最終的には柱中央部の座屈によって耐荷力が決まった。

図1に荷重と変位計から求められた各試験体の応力と軸ひずみの関係を示す。SR処理を施したS-2試験体は、座屈発生点まで線形挙動を示しているが、SR処理を施さないS-1試験体及びLシリーズの3体は圧縮荷重の増加に伴い非線形性が増長していることが分かる。SR処理は残留ひずみを除去するばかりでなく、応力-ひずみ関係も曲げ加工前の状態に回復させる作用があり、SR処理を施した鋼管部材は座屈発生に至るまで線形弾性挙動を示す。一方、SR処理を施

さない部材は、主に残留ひずみの影響を受け座屈強度以下でも非線形な応答を示す。

2.2.2 設計基準における鋼管部材の座屈耐力規定

わが国では道示に規定されている耐力曲線を用いて鋼管の座屈設計を行う。この規定に従って厚肉鋼管の設計を行った場合、表1の座屈強度に関する計算値と試験結果 σ_{max} との比較から分かるように、試験結果は道示に規定される座屈耐力よりもはるかに高い値を示すことになる。その理由として、道示では耐力評価時の降伏応力に材料の規格値を一律に用いており、実際の材料特性を適正に評価できないことが挙げられる。

一方、海外の規定では、鋼管部材の材料特性を評価した耐力曲線が設計に用いられている。例えば、ECCS(Eurocode 3)²⁾では、部材断面の形状や製造法の違いに応じて複数(5本)の座屈耐力曲線の中から適当な曲線を使用するよう規定されている。鋼管部材については、熱間加工あるいは加工後に残留ひずみを除去するための熱処理等を施した場合にはa曲線、冷間成形鋼管等についてはc曲線を使用する等の区別がなされている。また、ISO/TC(draft)³⁾では、ECCSと同一の座屈耐力を規定しているが、特に鋼管部材については、短柱座屈試験を行った場合には、その試験で得られた降伏点(耐力)を耐力計算式(ECCS-c曲線と同一)に適用して部材の座屈強度を設定する手法が併記されている。本手法は、実際に使用する部材に対して照査するため材料特性に基づいた合理的な設計値が得られる特長がある。しかしながら、厚肉・大径鋼管では実断面での実験が行えない場合もあり適用に限界がある。

2.2.3 耐力規定と試験結果との比較

図2(a)~(c)に道示、ECCS-a,cの各耐力曲線と2.2.1で述べた圧縮試験の結果とを併せて示す。試験結果は、得られた最大耐力 σ_{max} を鋼材の降伏点 σ_y で無次元化した値を示している。ここで降伏点 σ_y は、(a)鋼材の規格公称値(450N/mm²)、(b)加工前の鋼板の引張試験結果の降伏点(631N/mm²)、(c)鋼管から切り出した試験片による引張試験結果の0.2%永久ひずみ耐力(629N/mm²)をそれぞれ用いた。また、図2(d)はISO/TCに準拠して、短柱座屈試験(S-1)の結果から0.2%永久ひずみ耐力を算出し、この値(619N/mm²)を σ_y として使用した。図3(1),(2)に示す応力・ひずみ曲線は、(b),(c)に用いた鋼材引張試験の結果と(d)に用いた短柱座屈試験体S-1の結果(2.2.1と同一)の全体及び部分拡大であり、0.2%永久ひずみ直線も併せて示した。これらより以下のことが分かる。

鋼材の公称降伏点で無次元化した試験結果(a)は、いずれも耐力曲線を大きく上回る値となった。これは試験体に使用した鋼材の降

伏点が公称値よりかなり大きいことが主な要因であり、先に述べたように現行の道示の規定では厚肉鋼管の材料特性が適正に評価されていない。同様の試験結果が参考文献4,5)にも示されている。

引張試験結果を使用した(b),(c)は公称値と実際との違いをある程度解消したものであり、試験値は各規定に対してかなり近接している。この場合、材料の引張と圧縮特性との相違、及び残留応力の問題は依然残ったままである。しかしながら、実際の鋼材の引張試験結果を適用する場合は各規定に対して安全側の評価を与えることになるので、冷間成形を施した場合でも厚肉鋼管の設計にあたってはECCS-a曲線を適用しても問題がないことが試験結果より推定できる。因みに(b)と(c)は、冷間加工の影響の有無により鋼材の応力-ひずみ関係が異なっているものの、本試験材では降伏点がほぼ一致したため耐力評価においては同等となったものである。50kg/mm²鋼以下の鋼材においては(b)と(c)の差異が顕著に現れるものと考えられ、今後、データを蓄積していく必要がある。

(d)は前述のとおり、座屈試験体と同一の短柱部材から得られる降伏点を使用したものであり、残留応力を考慮した材料の圧縮特性を反映している。この場合も、(b),(c)同様、試験結果はECCS-a曲

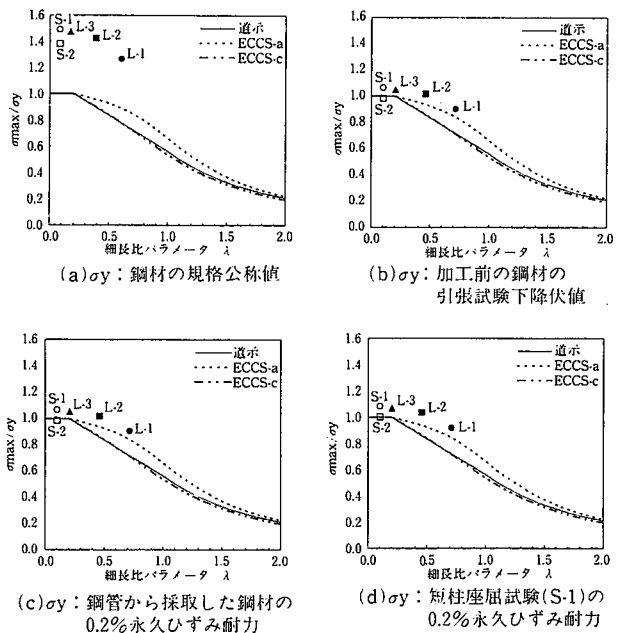


図2 座屈耐力曲線

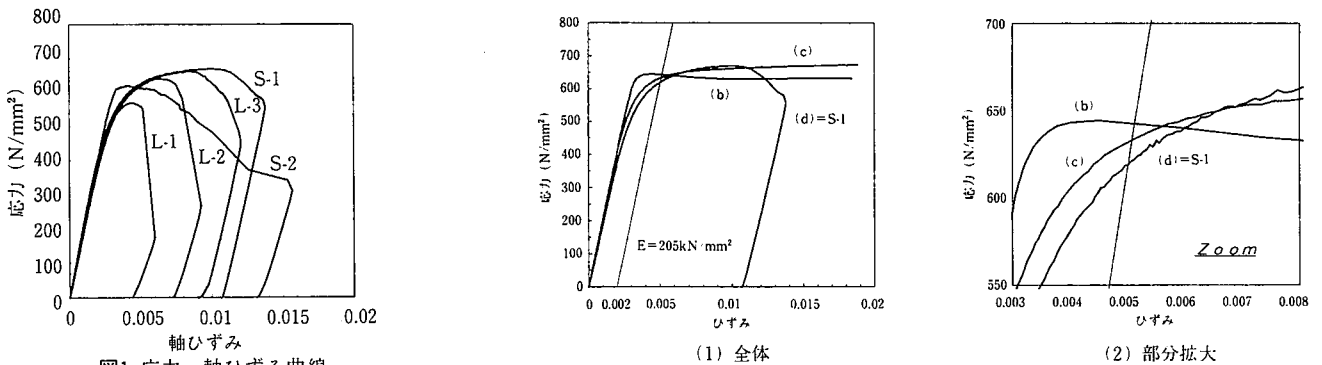


図3 応力-軸ひずみ曲線

図1 応力-軸ひずみ曲線

線にかなり近接している。この結果より、構造物に適用する実際の材料は ECCS-a 曲線に対して安全側の値を示すと見える。したがって、短柱圧縮試験結果を ECCS-a 曲線に適用することにより、材料特性をより正確に反映した合理的な厚肉鋼管の設計が可能になると考えられる。ただし、実際の設計に活用するためには今後も更にデータを蓄積する必要がある。

図 2 (a)～(d)において、SR 処理を施した供試体 S-2と SR 処理なしの供試体 S-1とを比較すると、S-2の方が常に低い値を示している。これは、試験結果より求めた S-2の最大耐荷力 σ_{max} の値が S-1の値より小さいためである。この結果だけからは断定できないが、SR 処理が鋼管の耐荷力向上に必ずしも有利に作用しないことが推定できる。

以上の試験結果より、厚肉鋼管に関して次のような座屈設計法が提案され得る。まず、設計者は先行して実施する材料試験の種類を選択する。次に、実施した試験結果より耐荷力評価に用いる降伏点 σ_y を決定し、ECCS-a 曲線を適用して座屈設計を行う。これにより降伏点の規格公称値、道示の耐荷力曲線に基づいて行う現状の設計と比較し、鋼材の特性を生かし、断面を有効に使ったより合理的な設計を行うことが可能となる。また、SR 処理の要、不要に関しては、対象構造物によって設計者が個別に検討し、設計者が決定する必要がある。特に SR 処理を施さない部材の荷重と変位の相関を与える設計式を今後整備していく必要があると考えられる。以上の設計方針の決定にあたっては試験実施に要する費用等も考慮して判断することになるであろう。

2.2.4 まとめ

実際のラインで製造した冷間成形鋼管を使用して圧縮試験を実施した結果、鋼管部材の座屈強度の評価や設計法に関し以下の知見を得た。

- (1) 圧縮試験で得られた最大耐荷力は、公称降伏応力度を使用する限りいずれの耐荷力規定よりも大きい値を示す。すなわち、冷間成形を施した場合でも厚肉鋼管の耐荷力規定に関しては、現行基準が過小評価となっている。
- (2) 厚肉鋼管の材料特性を生かした合理的な設計を行うためには、設計に先行して材料試験を実施し、降伏点を決定する必要がある。特に、短柱座屈試験の降伏点を使用して座屈耐荷力を設定する手法 (ISO/TC) に従うと、実際に用いる材料特性をより正確に反映した合理的な設計が可能となる。
- (3) SR 処理は鋼管の耐荷力向上に必ずしも有利に作用しない可能性があるため、SR 処理の要、不要に関しては、対象構造物によって設計者が個別に検討し、設計者が決定する必要がある。特に SR 処理を

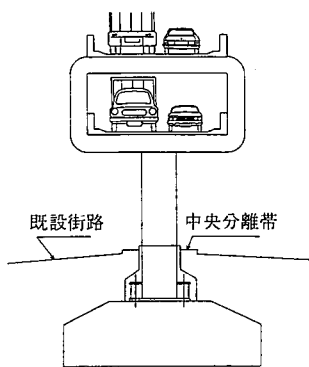


図4 試設計対象

施さない部材の荷重と変位の相関を与える設計式の整備が今後必要である。

2.3 試設計

2.3.1 設計方針

試設計対象物件は図 4 に示すような実際の都市内高速道路であり、試設計方針としては以下のように考えた。

- (1) 設計断面力は実設計の値をそのまま用いる。
- (2) 柱高、断面変化位置は実設計のままとする。
- (3) 最大板厚を100mm、断面変化による板厚差は最大15mm とする。
- (4) 鋼管柱の有効座屈長は道示 (13.5.1) に従い $l=2h$ とする。
- (5) 応力度の組み合わせの照査としては道示 3.3.4 及び 3.3.5 に従い軸力と曲げの合成を道示 12.3.1 に従い垂直方向応力と剪断応力に対する合成に対して行う。

$$\alpha_1 = \frac{\sigma_c}{\sigma_{ca}} + \frac{\sigma_{bc}}{\sigma_{ba} \left(1 - \frac{\sigma_c}{\sigma_{ea}} \right)} \leq 1 \quad \text{道示 (3.3.4) 式}$$

σ_c : 軸方向力による圧縮応力度, σ_{bc} : 曲げモーメントによる曲げ圧縮応力度, σ_{ca} : 全体座屈を考慮した許容曲げ圧縮応力度

$$\alpha_2 = \sigma_c + \frac{\sigma_{bc}}{\left(1 - \frac{\sigma_{bc}}{\sigma_{ea}} \right)} \leq \sigma_{ca1} \quad \text{道示 (3.3.5) 式}$$

σ_{ba} : 許容曲げ圧縮応力度の上限値, σ_{ea} : 許容オイラー座屈応力度, σ_{ca1} : 局部座屈を考慮した許容曲げ圧縮応力度

$$\alpha_3 = \frac{\sum \sigma}{\sigma_a} + \left(\frac{\sum \tau}{\tau_a} \right)^2 \leq 1 \quad \text{道示 (12.3.1) 式}$$

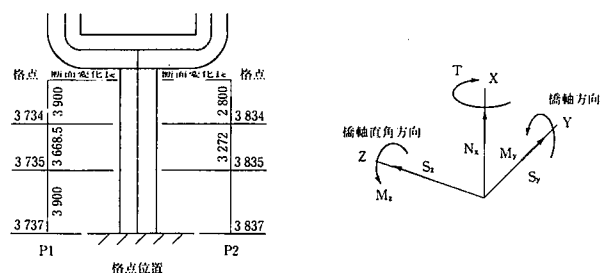
σ_a : 垂直応力に対する許容応力度, τ_a : せん断力に対する許容応力度

2.3.2 試設計結果

設計断面力としては実設計の立体解析より求められた断面力を用いることとし集計を表 2 に示す。これに基づく試設計結果を表 3 に柱基部における断面比較図を図 5 に示す。省スペースの観点でいえば角柱の対角線長と鋼管の直径で比較すればその値は半減してり、運転者の視野確保の向上や近隣居住者への配慮等を考えても十分効果をあげている。この断面縮小化による構造面への影響を以下検討する。

表 2 設計断面力の集計表 (単位: t,m)

| Pt | P 1 | | | P2 | | |
|---------|---------|---------|---------|--------|--------|--------|
| | 3734 | 3735 | 3737 | 3834 | 3835 | 3837 |
| Nx (t) | -571.5 | -580.5 | -625.6 | -747.5 | -759.4 | -822.8 |
| My (tm) | -1854.9 | -2575.2 | -3369.6 | 1345.4 | 1831.0 | 2414.4 |
| Mz (tm) | 173.2 | 66.6 | -46.8 | -22.0 | 21.6 | 61.8 |
| M (tm) | 1863.0 | 2576.1 | 3369.9 | 1345.6 | 1831.1 | 2415.2 |
| Sz (t) | -195.5 | -197.9 | -210.6 | 147.6 | 149.2 | 149.6 |
| Sy (t) | 29.1 | 29.1 | 29.1 | -13.3 | -13.3 | -11.7 |
| S (t) | 197.7 | 200.0 | 212.6 | 148.2 | 149.8 | 150.1 |
| T (tm) | 77.8 | 77.8 | 77.8 | -0.1 | -0.1 | -0.1 |



局部座屈に対しては道示によれば板厚の25倍以下の半径の鋼管柱では許容応力度の低減が必要ない。一方、断面剛性の低下による全体座屈による低減が顕著であり図6に示すように有効座屈長の値によっては鋼材の強度を十分に活用できないことがいえる。この観点より2.2節における圧縮試験に基づく鋼管に対する座屈耐荷力の見直しが望まれる。

断面剛性の低下による鋼橋脚のたわみの増加に対する検討として活荷重によるたわみを検討すると表4のようになり、やはり橋脚高さによっては省スペース化は限度があることがわかる。

表3 試設計の結果

| Pt | P1 | | | P2 | | |
|---------------------------|---------|----------|----------|---------|---------|---------|
| | 3734 | 3735 | 3737 | 3834 | 3835 | 3837 |
| 断面長 | 3000.0 | 3668.5 | 3900.0 | 2800.0 | 3272.0 | 3900.0 |
| 材質 | SM570 | SM570 | SM570 | SM570 | SM570 | SM570 |
| 管外径(mm) | 1550 | 1550 | 1550 | 1400 | 1400 | 1400 |
| 板厚(mm) | 65 | 80 | 95 | 60 | 75 | 90 |
| 座屈長(mm) | 24537 | 24537 | 24537 | 23744 | 23744 | 23744 |
| 断面積(cm ²) | 3032.4 | 3694.5 | 4342.5 | 2525.8 | 3122.0 | 3703.9 |
| 2次モーメント(cm ⁴) | 8374982 | 10008897 | 11540376 | 5680615 | 6873185 | 7982912 |
| 断面定数(cm ³) | 108064 | 129147 | 148908 | 81152 | 98188 | 114042 |
| 2次半径(cm) | 52.6 | 52.0 | 51.6 | 47.4 | 46.9 | 46.4 |
| R/t | 11.9 | 9.7 | 8.2 | 11.7 | 9.3 | 7.8 |
| 1/r | 46.7 | 47.1 | 47.6 | 50.1 | 50.6 | 51.1 |
| R/αt | 9.9 | 8.1 | 6.8 | 9.7 | 7.8 | 6.5 |
| σ<σca | 188 | 157 | 144 | 296 | 243 | 222 |
| σca | 1969 | 1959 | 1949 | 1895 | 1883 | 1871 |
| σm<σcal | 1724 | 1995 | 2263 | 1658 | 1865 | 2118 |
| σcal | 2600 | 2600 | 2600 | 2600 | 2600 | 2600 |
| σ<σta | 1912 | 2152 | 2407 | 1954 | 2108 | 2340 |
| σta | 2600 | 2600 | 2600 | 2600 | 2600 | 2600 |
| rs | 125 | 103 | 92 | 112 | 91 | 76 |
| rt | 32 | 26 | 22 | 0 | 0 | 0 |
| r<ra | 157 | 128 | 114 | 112 | 91 | 76 |
| ra | 1492 | 1490 | 1493 | 1486 | 1491 | 1494 |
| α1<1.0 | 0.782 | 0.870 | 0.969 | 0.836 | 0.886 | 0.975 |
| α2<σcal | 1973.5 | 2211.6 | 2470.4 | 2063.3 | 2210.3 | 2447.7 |
| α3<1.0 | 0.747 | 0.835 | 0.932 | 0.757 | 0.815 | 0.903 |

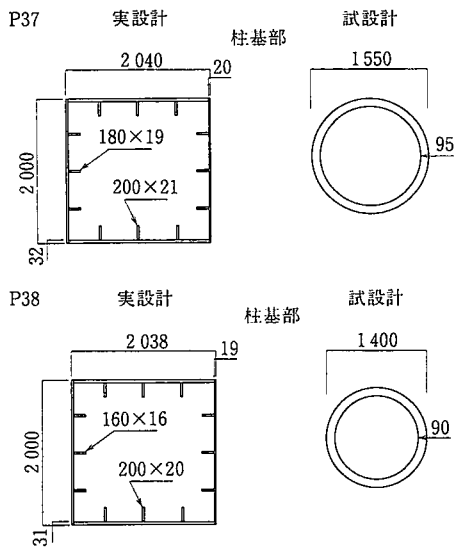


図5 柱基部における断面比較図

以上よりT型脚柱では既設街路上の高架橋への適用では十分対応できるものの、より高い柱への適用に際しては課題があることがわかる。一方、多数の脚柱よりなる人工地盤等のケースでは軸力が支的になることから極厚鋼管の適用が省スペースの観点からも有利であることがよく分かる。

2.4 極厚鋼管の現場溶接

現場継ぎ手方法としては角柱ではボルト接合が採用されることが多いが、鋼管柱では現場溶接を採用せざるを得ない。極厚鋼管の場合は従来の薄肉多補剛断面に比較し鋼材の断面積が増加するために現場における溶接時間が長くなることにより、効率的な自動溶接方法を開発する必要がある。一方、従来の薄肉多補剛構造の角柱では工場製作時の溶接変形に伴い、現場継ぎ手部の開先精度の不良による準備作業に手間取ることが生じ易かったが、極厚鋼管による現場溶接では、鋼管端面加工も容易になることより開先精度の向上が期待でき全体の作業効率は向上するものと思われる。新日本製鐵ではこれまで角型橋脚柱向けの現場自動溶接機としてユニオスコン-VHを開発し適用してきたが、従来の脚柱の板厚を超えるケースにも適用できることを実証すべく極厚鋼管の現場溶接を再現し溶接部の健全性を検証した。

実験に使用した鋼管は600φ×50t(SM570Q)であり、鋼管はプレスベンドにより造管され、管軸方向の溶接はサブマージドアーク溶

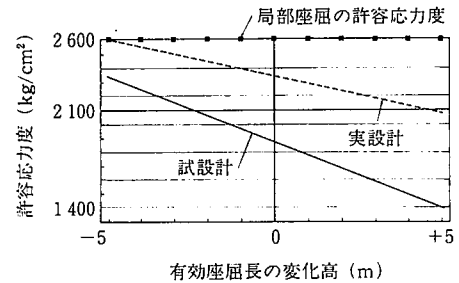


図6 全体座屈による許容応力度の低減

表4 実設計と試設計のたわみの比較

| | P 3 7 | | P 3 8 | |
|---------------------|---------|---------|---------|---------|
| | 実設計 | 試設計 | 実設計 | 試設計 |
| h (m) | 11.5685 | | 11.172 | |
| I (m ⁴) | 0.16081 | 0.10110 | 0.13952 | 0.06972 |
| δ (mm) | 6.361 | 10.118 | 6.944 | 13.896 |

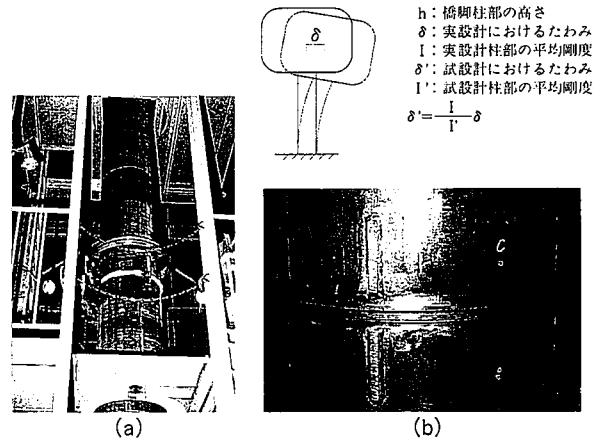


写真1 鋼管柱の自動溶接

接によりなされた。溶接後、焼鈍処理の有無の違いによる2種類を用意し焼鈍の要否についても検証を行なった。

現場における鋼管柱の水平継ぎ手の溶接を再現すべく写真1(a), 1(b)に示すように4.5mの長さの鋼管を2本鉛直に立て自動溶接機(ユニオスコン-VH)により溶接を行なった。継ぎ手の開先形状は図7のように現場における立て込みが容易に行なえるようにした。溶接のパス数は39~41であり、延べアークタイムは223.1分(付帯作業を含まず)であった。焼鈍の有無にかかわらず同じ溶接条件にて溶接を実施した。一般に都市内の工事においては交通規制を最少にすべく、現場溶接作業の短縮が望まれる。今回の実験では、夜間作業のみにおいて溶接を実施できる見通しを得た。

2.5 極厚鋼管の曲げ実験

溶接部の健全性と鋼管の降伏後の耐荷性能を確認すべく図8のように3点曲げ試験を新日本製鐵 相模原技術センター内1 000t 試験機にて行なった。焼鈍処理の有無にかかわらず、いずれの鋼管も図9と図10の荷重と変位のグラフが示すように鋼材の塑性域における耐荷性能が十分あることが確認された。また、図11と図12の軸方向ひずみと鋼管の偏平率のグラフが示すように極厚鋼管の偏平の発生が極めて小さく塑性域における鋼管の耐荷性能が極めて安定していることが確認できた。いずれの試験も8mのスパンに対し中央における変位が650から750mmに至るまで戴荷しても溶接部を含めた鋼管の性能は全く問題なく、改めて極厚鋼管の変形機能の優秀性が確認された。

一般的に鋼管における偏平の発生の近似式としては下式のように表わされることから、今回の知見は、同じ直径/肉厚の鋼管においても適用できるものと考えられ、試設計において想定した極厚鋼管もこれにかなり近い塑性域における耐荷力を有することが期待できる。

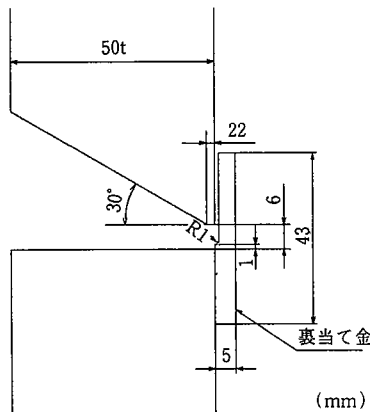


図7 開先形状(横向き溶接)

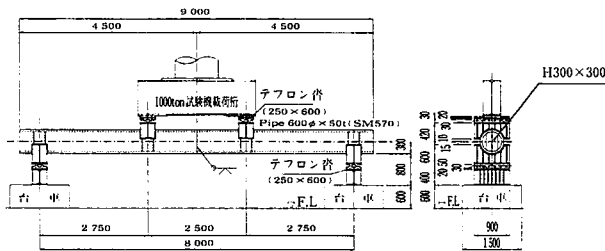
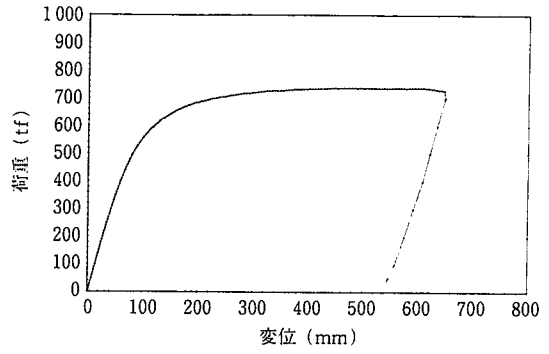
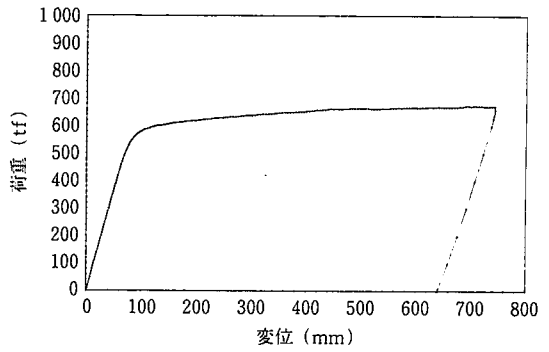


図8 試験体のセット



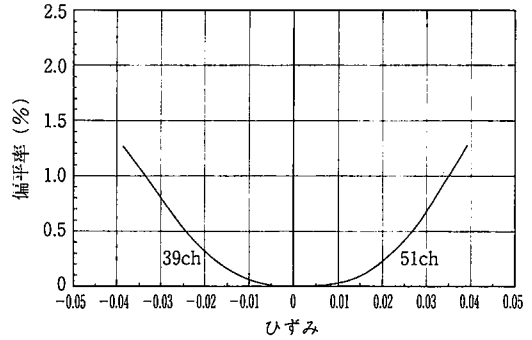
B-3 試験体

図9 変位-荷重曲線(熱処理無)



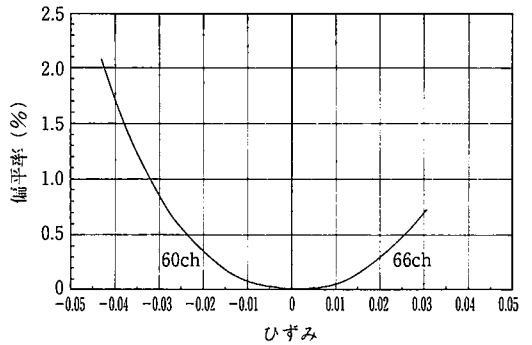
B-4 試験体

図10 変位-荷重曲線(熱処理有)



B-3 試験体

図11 軸方向ひずみ-偏平率曲線(熱処理無)



B-4 試験体

図12 軸方向ひずみ-偏平率曲線(熱処理有)

$$\Delta D/D = 0.035(D^2/\rho t)^{1.75}$$

ここに、 ΔD : 偏平量, D : 鋼管外径, ρ : 曲率半径, t : 肉厚

焼鈍処理の要否については、焼鈍処理をしていない鋼管の方が耐荷力としては大きいことが示すように造管過程の残留ひずみが必ずしも鋼管の塑性域における強度に対しては悪影響を与えていないことがいえる。これは、極厚鋼管のコスト競争力を考えるときには重要な結果である。

2.6 コスト比較

極厚鋼管を用いた橋脚柱と従来の薄肉多補剛型脚柱のコスト比較を一般的に論じることは難しい。基本的に極厚鋼管を用いた場合のコストアップ要因は、1) 鋼重増、2) プレスベンド費用、3) 現場溶接量の増大等が考えられる。一方、コストダウンとしては工場における製作工数の削減かあげられる。上述2)及び3)は工事規模が大きくなると曲げ加工の段取り費用や現場自動溶接機の段取り費用の全体に占める割合が低下することよりコスト的にも競争しえる試算結果を得ている。また、現場における用地難や耐震性能の向上等が重要な構造の場合には十分競争力を持つことがいえる。

3. 改良型鋼床版桁の提案

3.1 鋼床版桁の特徴

これまで鋼床版は、死荷重を軽減できることによる経済的利点が認識されながらも、材料費や加工費が高く RC (鉄筋コンクリート) 床版に比べて割高であるとの理由から、その適用は地盤の悪い所や比較的長支間の場合に限られてきた。しかし、上部工の死荷重を小さくすることは、主桁の経済設計のみならず、下部工や桁間連結装置に作用する地震時水平力の軽減により、構造物の耐震性を向上させることにつながる。

実際、鋼床版の自重は RC 床版の 3～4 割程度にすぎず、桁を含めた上部工全体の死荷重でも 5～6 割程度であるため、地震に強い構造とする上で鋼床版は非常に有効であり、今後積極的に鋼床版が採用されるべく、経済性に優れた新たな鋼床版形式を考える必要もある。

現状の鋼床版は図13に示すように、デッキプレートと呼ばれるおおよそ12mmの鋼板に縦リブと横リブを格子状に配置することにより、全体の剛性を高める構造となっている。部材がクロスすることにより構造が複雑となる上、材片数、溶接量とも比較的多く、製作工数の増大がコストアップにつながっているといえる。鋼床版の加工工数の主要なものを以下に示す。

- 1) 340mm 前後で配置される縦リブの取付
- 2) 現場添接が高力ボルト接合の場合における膨大な数の孔明け
- 3) 現場添接が溶接接合の場合における開先加工と現場溶接作業

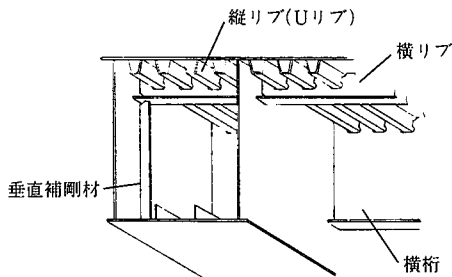


図13 従来型鋼床版桁の構造

4) 約1.5～3m おきに配置される横リブの取付(特に縦リブとの交差部スカーラップ箇所の溶接)

近年、鋼橋の製作工場での自動化における、NC 高速ガーダーラジアルによる孔明けや多電極溶接機による縦リブの取付により、上記1)～2)は飛躍的に作業効率化が進んだといえる。また、3)についても NC 切断機や現場溶接機の進歩により、比較的容易に施工可能となった。しかし、上記4)の横リブ取付においては、NC ロボット溶接機の適用が可能であるが、断続溶接による非効率性や組立精度の面での問題から、効率的な自動化は困難といった現状である。

更に、自動車の車輪が直接載荷される鋼床版においては、疲労損傷の発生が問題となっており、主な発生要因を以下に挙げる。

- 1) 横リブのスカーラップや垂直補剛材取付部でのデッキプレート面外変形による疲労
- 2) 閉断面縦リブ (Uリブ) とデッキプレートとの溶接部での溶け込み不良による疲労
- 3) 横リブと縦リブ及び、横リブとデッキプレートの溶接箇所におけるまわし溶接の不良等による疲労強度の低下

このような状況を踏まえ、製作の自動化に適し、経済性、疲労強度の面からも優れた鋼床版の構造を提案し、その効果と技術課題について検討した結果を記述する。

3.2 改良型鋼床版の提案

構造形式の改良点とその目的を以下にまとめる。

- (1) 製作、疲労上問題となっている横リブ・横桁と縦リブとの交差部を排除する目的で縦リブに CT 形鋼を用い、横桁に乗せる構造とした。
- (2) デッキプレート厚は、面外剛性を高めるため16mmにアップし、多電極自動溶接機のヘッドが納まるよう縦リブ間隔は 450mmとした。
- (3) 横リブは、施工・経済性の観点から全て排除し、縦リブは 5～6 m 程度に配置される横桁上でのみ支持される構造とした。

改良型鋼床版は図14に示すように、鋼板に CT 型鋼を一方方向のみ取り付けだけの構造となり、溶接も多電極自動溶接機をフルに活用できるため、加工工数を大幅に削減できるものと考えられる。

3.3 試設計

RC 床版桁と改良型鋼床版のコスト比較を目的に、表5に示す設計条件にて両者の試設計を行った。ここで主桁のウェブ高は各々鋼重最小となる最適ウェブ高より決定するとともに、主桁断面構成は SM490Y 材で統一した。

図15に試設計結果を示す。特に工事費算出においては、鋼材重量のみならず製作性に影響する溶接の自動化の適用率や材片、部材数

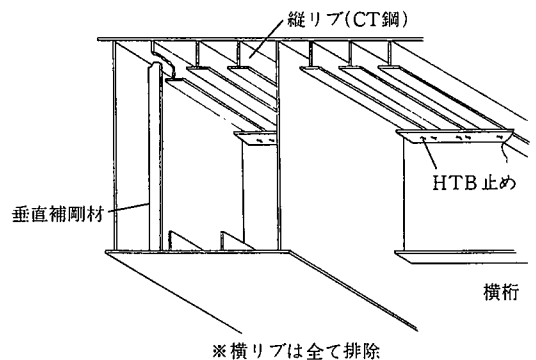
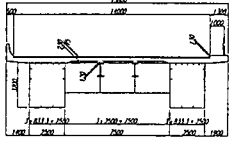
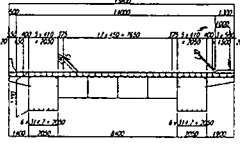


図14 改良型鋼床版桁の構造

表5 設計条件

| | | |
|------|---|---|
| 形式 | 6径間連続非合成箱桁 | 6径間連続鋼床版箱桁 |
| 荷重 | B活荷重 | B活荷重 |
| 支間 | 6×80.000m | 6×80.000m |
| 有効幅員 | 14.000m | 14.000m |
| 床版 | RC床版 (t=230mm) | 鋼床版 (t=16mm) |
| 舗装 | アスファルト舗装(t=75mm) | アスファルト舗装(t=80mm) |
| 断面形状 |  |  |

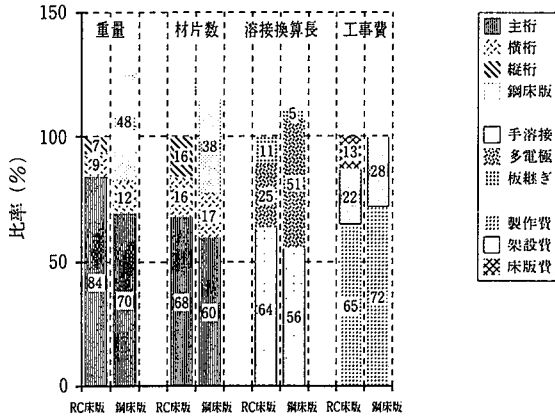


図15 RC床版桁と改良型鋼床版桁の比較

を積算に反映した。

まず鋼材重量については、鋼床版を除く主桁、横桁、縦桁の合計で比較した場合、鋼床版の方が死荷重の軽減効果により、RC床版より2割減となった。材片数については、鋼床版の材片数が比較的多いものの全体では15%程度の増にとどまっている。溶接換算長は鋼床版桁の方が割高であるが、その約半分が効率的な多電極溶接であり、製作工数の増大に影響する板継ぎや手溶接の量は逆に20%減となっている。これらを工事費で比較すると、製作・架設費では鋼床版桁の方が若干割高であるが、床版工費がかからない分両者のコストは同等であるとの試算結果を得た。これは従来からの鋼床版桁は高価であるとの常識に反するものであり、製作の効率化に適した構造の重要性を示す結果となった。

また、デッキプレート厚を12mmから16mmに増厚したことによる鋼重の増は、デッキプレートが主桁の有効断面であること、及びデッキプレート厚を薄くすれば逆に縦リブを密に入れる必要がある等の理由により、概算で2%程度にすぎない。横リブを全て排除したことにより、縦リブの大幅な断面アップも懸念されたが、今回の試設計によるリブサイズは、CT-260×220×9×10と比較的小さなもので

で十分との結果を得た。

3.4 今後の検討課題

今後実橋に適用していくには、いくつかの技術課題を検討しておく必要がある。以下にその主なものをまとめる。

3.4.1 縦リブと横桁交差部の荷重集中点における補剛方法

縦リブと横桁交差部は、互いに反力を伝達し合うため一般的には双方に鉛直方向の支点上補剛材を設ける必要があるが、製作の合理化のためには避けなければならない補剛方法である。試設計によると支点部の支圧応力がフランジ厚内を45度方向に広がると仮定して計算した場合、発生応力度は1000kgf/cm²程度であり、道示に規定される許容圧縮応力度の半分にも満たない。したがって、腹板の座屈を抑えるための補剛を行えば十分となる。腹板高さの小さな縦リブは、若干の腹板の増厚により、また横桁は、水平補剛材を一段入れることにより座屈性能は、大幅に改善される。

3.4.2 横桁上フランジの首振りによる角溶接部の疲労

輪荷重による縦リブのたわみにもとない、横桁の上フランジは内外方向に回転する、いわゆる首振り現象を生じる。首振り角度が大きい場合、フランジとウェブの隅肉溶接部から疲労クラックが発生する可能性があるため、縦リブの剛度を増大させる必要があるケースも考えられる。

3.4.3 鋼床版の座屈調査

縦リブの支間を従来の2～3倍にしたことと、ねじれ剛性の低い開断面(CT断面)としたことにより、横桁及び主桁ウェブで囲まれる鋼床版の全体パネル座屈耐力の確認が必要である。また、鋼床版の縦リブ間には横つなぎ材が皆無であるため、橋軸直角方向水平力に対して、いわゆるはしご座屈を生じ易い構造とも考えられる。これについても、今後十分な検討を行う必要がある。

4. 結 言

今回の阪神大震災の教訓として都市内の高架橋梁の安全性を向上するために耐震基準の見直しが進められているが、これに伴い建設費用がより高価になることはできるだけ抑えなくてはならない。本論文で検討した省力型鋼床版及び極厚鋼管脚柱は近年の技術革新を踏まえコスト的に従来型の構造形式に十分対抗しえると共に、軽量化や変形性能の向上により耐震性の向上を図るものである。新日本製鐵としても、残された技術課題を克服するなかで提案した構造形式の実現に向けて努力して行きたい。

参 照 文 献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 (II 鋼橋編)。丸善、1990
- 2) Eurocode 3, "Common Unified Code of Practice for Steel Structures" (draft), July 1983
- 3) ISO/TC 167/SC1 "Steel Structures, Materials and Design" (draft). June 1991
- 4) 土木学会：座屈設計ガイドライン。技報堂、1987, pp.88-89
- 5) 日本建築学会：鋼管構造設計施工指針。pp.49-52, 1990